Chapitre 3

Calcul des dalles rectangulaires

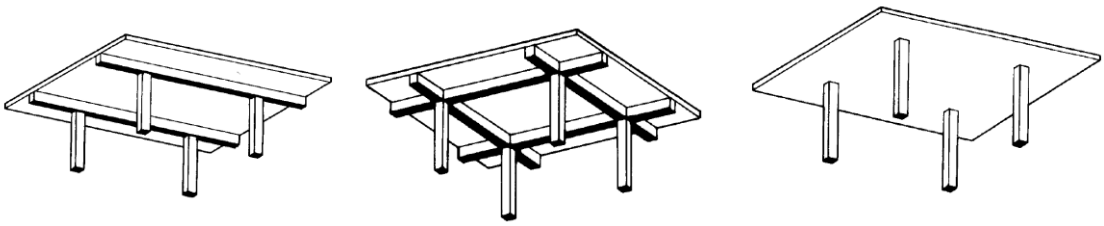
5.1 Introduction

Une dalle est un élément de construction généralement horizontal de forme rectangulaire, parfois incliné (paillasse d'escalier) dont l'épaisseur (h) est petite par rapport aux dimensions en plans (les portées l_x et l_y). La dalle peut avoir une forme géométrique quelconque (circulaire, polygonale) et une épaisseur constante ou variable.
On peut distinguer les cas particuliers suivants :

Les dalles reposant sur deux cotés : on parlera de dalles sur deux appuis ayant un sens de portée. En général, ces dalles sont calculées comme une poutre de largeur 1m.

Les dalles reposant sur leurs contours. Elles peuvent avoir un sens de portée ou deux sens de portée, la partie située entre les éléments porteurs est dite panneau de dalle. Les éléments porteurs peuvent être de différents types (poutres, voiles, murs…).

_ La dalle reposant directement sur des poteaux (sans aucun voiles ou poutres). Dans ce cas, on parlera de plancher-dalle (dalle champignon).



a-dalle portant suivant une seul direction | b-Dalle portant suivant deux directions | c-Dalle champignon

Figure 5.1 : *Typologie des dalles.*

5.2 Définition et hypothèses

Pour les dalles rectangulaires, on définit les portées mesurées entre nus d'appuis, notées l_x et l_y, telles que $l_x \leq l_y$.

On définit ensuite un coefficient α comme étant le rapport : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$

La valeur de α nous permet de déterminer le comportement de la dalle :

- Une dalle est considérée portée dans un seul sens lorsque le coefficient $\alpha < 0,4$. Dans ce cas, le calcul est assimilé à 1 poutre de largeur unitaire de1 m. et de hauteur h_0.
- Une dalle est considérée portée dans les deux sens lorsque le coefficient $0,4 \leq \alpha \leq 1$.

Dans cette partie, On s'intéressera aux dalles ayant des charges réparties uniformes sur toute la surface du panneau.

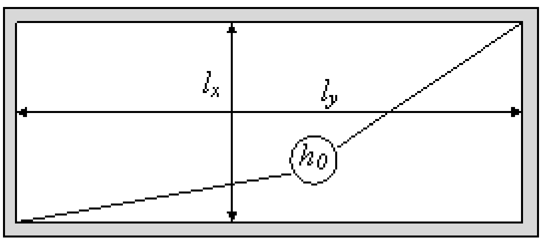


Figure 5.2 : *dimensions de panneau rectangulaire.*

5.3 Dalle portant suivant une seule direction (α < 0,4)

5.3.1 Dimensionnement

L'épaisseur courante est appelée h_0

- $h_0 \geq \frac{l_x}{20}$ $\quad pour\ un\ panneau\ isolé$
- $h_0 \geq \frac{l_x}{25}$ $\quad pour\ un\ panneau\ continu$

Les critères de résistance au feu donnent également :

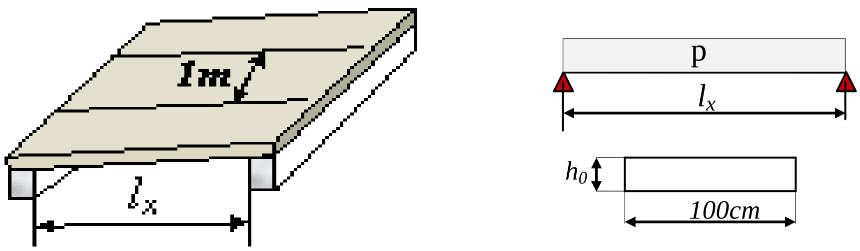
- CF (coupe feu) $h_0 \geq 7$cm pour 1h
- CF (coupe feu) $h_0 \geq 11$cm pour 2h

Dans le cas des bâtiments courants pour des raisons de confort d'isolation thermique et phonique $h_0 \geq 14$cm.

5.3.2 Dalle isostatique – panneau isolé

La dalle est considérée lorsque le ou les panneaux de dalles adjacents sont articulés sur leurs contours. Il n'y a donc aucune continuité entre les panneaux et ces derniers sont dimensionnés indépendamment les uns des autres.

On admet que dans ce cas le panneau considéré se comporte comme une poutre de longueur l_x et de dimension 100x h_0



$$M_x = \frac{pl_x^2}{8}$$
$$V_x = \frac{pl_x}{2}$$
$$M_y = 0$$

Figure 5.3 : *modélisation d'une dalle isostatique.*

Le ferraillage sera donc essentiellement composé d'armatures parallèles à l_x afin d'équilibrer le moment M_x. Le dimensionnement des armatures sera mené en flexion simple, en considérant une largeur de 1m et une hauteur correspondant à l'épaisseur de la dalle.

5.3.3 Dalles continues

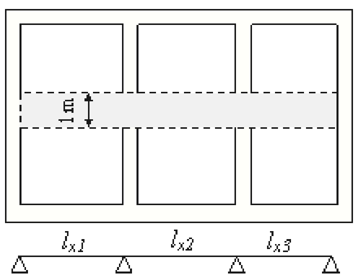
On considère que les moments de flexion dans le sens l_y sont négligeables car la dalle porte dans une direction. On se trouve en présence d'une poutre continue dans le sens l_x.

On calcul donc la dalle comme une poutre continue de largeur unitaire 1 m sur laquelle on applique la méthode forfaitaire pour la détermination des moments sur appuis et en travée.

Pour un panneau de dalle i on a :

$M_{oxi} = \frac{pl_x^2}{8}$, $M_{oyi} = 0$

Le moment en travée de la dalle continue est donc défini par :



$$M_{tx} + \frac{M_{wxi} + M_{exi}}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha), 1.05]M_{oxi} \qquad 5.1$$

Les moments minimaux sont définis par la méthode forfaitaire et sont résumés dans le tableau 5.1 :

Tableau 5.1: *Moments min par la méthode forfaitaire.*

moments	Poutre à 2 travées		Plus de 2 travées	
Moment en appui	Appui de rive	Appui voisin de l'appui de rive	Appui voisin de l'appui de rive	Appui non voisin de l'appui de rive
	$M_a \geq 0.6M_{oxi}$		$M_a \geq 0.5M_{oxi}$	$M_a \geq 0.4M_{oxi}$
Moment en travées	$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{oxi}$		$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{oxi}$ pour travée de rive	
			$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{oxi}$ appui intermédiaire	
	$M_{\text{tx}} + \frac{M_{wxi}+M_{exi}}{2} \geq \max[(1+0.3\alpha), 1.05]M_{oxi}$, $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$			

Nota : les moments de rive extrême sont pris à 0 dans le cas d'appui non solidaire de la dalle et à 0,15 M_{ox1} dans le cas d'appui solidaire (par exemple dalle et voile formant un ensemble monolithique).

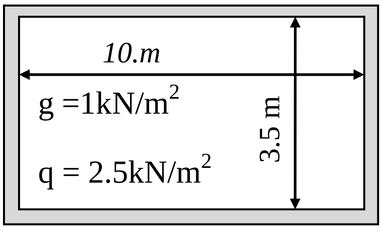
Les valeurs de moment dans la direction l_y sont négligeables. Cependant, il faut vérifier les valeurs suivantes :

- Pour les moments en travée, on doit vérifier : $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{3}$
- Pour les moments sur les appuis de rive, on doit vérifier que le moment sur le petit côté doit être du même ordre de grandeur que sur le grand côté : $M_{ay} \geq M_{ax}$

La dalle sera donc ferraillée de deux nappes perpendiculaires en fonction des sollicitations déterminées précédemment.

5.3.4 Application 1 :
Dimensionnement d'une dalle isostatique

Soit une dalle rectangulaire de 3.50x10m soumise à une charge uniformément répartie :
il est demandé de :
_ Déterminer le sens de portée de la dalle.
_ Calculer l'épaisseur minimale.
_ Calculer la valeur du moment de flexion et les armatures correspondantes.
f_{c28}=25 MPa, F_e=400 Mpa, Fissuration peu préjudiciable



Etapes de calcul :

1-Comportement de la dalle :

On calcul $\alpha = l_x/l_y$ =3.5/10=0.35 <4 la dalle porte suivant une seule direction.

2-prédimensionnement :

L'épaisseur de la dalle : *$h_0 = l_x/20$=3.50/20=17.5 soit h_0=18cm*

3- calcul de sollicitations :

Poids propre de la dalle : pp=0,18*25= 4,5 kN/m². soit g=4.5+1= 5.5 kN/m²

g (kN/m²)	q(kN/m²)	1.35g+1.5q	g+q	M_u(kN.m)	M_{ser}(kN.m)	V_{0u}(kN)
5.5	2.5	11.17	8	17.11	12.25	19.55

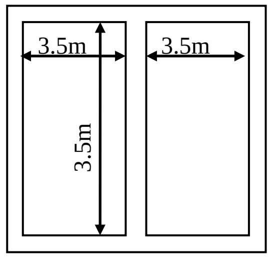
4-calcul du ferraillage

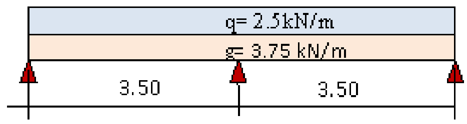
M_u(kN.m)	μ_u	α	Z(cm)	Ast(cm²)	A_f(cm²)	
17.11	0.053	0.068	14.60	3.35	5HA10	

5.3.5 Application 2 :

Dimensionnement d'une dalle continue.

Soit une dalle rectangulaire, composée de deux panneaux continus de 3.50x10m. soumise
Actions : g =1kN/m^2, q = 2.5kN/m^2
Matériaux : béton, f_{c28} =25MPA ; Acier , f_e = 400MPa
Fissuration préjudiciable.
1- prédimensionner le panneau
2- calculer les sollicitations et le ferraillage du panneau





Etapes de calcul :

1-Comportement de la dalle :
On calcul $\alpha = l_x/l_y$ =3.5/10=0.35 < 4
la dalle porte suivant une seule direction.

2-prédimensionnement :
L'épaisseur de la dalle : $h_0 = l_x/25 = 3.50/20 = 14cm$ soit $h_0 = 15cm$

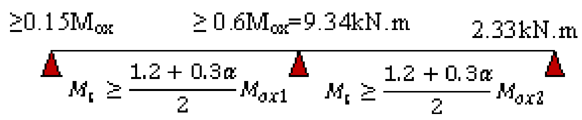
3- calcul de sollicitations :

Poids propre de la dalle : pp=0,15x25= 3,75 kN/m². soit g = 3.75+1= 4.75 kN/m²

g (kN/m^2)	q(kN/m^2)	P_u=1.35g+1.5q	P_s=g+q	M_{oxu}(kN.m)	M_{oy}(kN.m)
4.75	2.5	10.16	7.25	15.56	0

4-ventilation des moments

$$\alpha = \frac{2.5}{2.5 + 4.75} = 0.3$$
$$M_{tx1} = M_{tx2} \geq 10.15\ kN.m$$



$M_{tx} + \frac{M_{wxi} + M_{exi}}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha), 1.05] M_{oxi}$, soit $M_{tx1} = M_{tx2} \geq 11.36\ kN.m$

$M_{ty} = \frac{M_{tx1}}{3} = 3.78 kN.m$, $M_{ay} = M_{ax} = 2.33 kN.m$

On obtient les moments suivants :

M_{a1}(kN.m)	M_{a1}(kN.m)	M_{a1}(kN.m)	M_{tx1}(kN.m)	M_{tx1}(kN.m)	M_{ty}(kN.m)	M_{ay}(kN.m)
-2.33	9.34	-2.33	11.36	11.36	3.78	2.33

5-calcul du ferraillage
Section de travée sens l_x

M_u(kN.m)	μ_u	α	Z(cm)	Ast(cm^2)	A_f(cm^2)
11.36	0.056	0.072	12.0	2.72	4HA10

Section d'appui sens l_x *(appui intermédiaire)*

M_u(kN.m)	μ_u	α	Z(cm)	Ast(cm^2)	A_f(cm^2)
9.33	0.046	0.059	12.0	2.23	4HA10

Section de travée sens l_y

$M_u(kN.m)$	μ_u	α	Z(cm)	$Ast(cm^2)$	$A_f(cm^2)$
3.78	0.019	0.024	12.0	0.91	4HA8

5.4 Calcul d'une dalle dont le rapport $\alpha \geq$ 0,4

5.4.1 Prédimensionnement

L'épaisseur courante est appelée h_0

- $h_0 \geq \frac{l_x}{30}$ *pour un panneau isolé*
- $h_0 \geq \frac{l_x}{40}$ *pour un panneau continu*

5.4.2 Dalle articulée sur ces contours (dalle isostatique)

Les panneaux de dalles sont articulés sur leurs contours. Il n'y a donc aucune continuité entre les panneaux et ces derniers sont dimensionnés indépendamment les uns des autres.
Du fait que $\alpha \geq 0.4$, la dalle porte dans les 2 sens $\boldsymbol{l_x}$ et $\boldsymbol{l_y}$.

La théorie des plaques minces fournie les équations (différentielles) qui permettent de déterminer les moments fléchissants dans une plaque mince. La flèche u(x; y) d'une plaque supportant une charge répartie p est solution de l'équation:

$$\frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 u}{\partial x^2 y^2} + \frac{\partial^4 u}{\partial y^4} = \frac{p}{D} \quad (5.2)$$

Avec : $\mathrm{D} = \frac{h^3}{12(1-\nu^2)}$ *représente la rigidité de la plaque*

Les sollicitations (moments fléchissant et efforts tranchant) sont ensuite déterminées à partir des formules suivantes :

$$M_{ox} = -D\left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \nu\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right] \; et \; M_{oy} = -D\left[\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \nu\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \right] \quad (5.2)$$

$$V_{ox} = -D\frac{\partial}{\partial x}\left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \nu\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right] \; et \; V_{oy} = -D\frac{\partial}{\partial y}\left[\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \nu\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \right] \quad (5.3)$$

La résolution de ces équations nécessite une intégration numérique et c'est pour cette raison que le BAEL (annexe E3) définit une méthode simplifiée de détermination des sollicitations.
Au centre de la dalle pour une bande de largeur unité (1m), on a les expressions suivantes pour le calcul des moments :

$$M_{ox} = \mu_x p l_x^2 \qquad et \; M_{oy} = \mu_y M_{ox} \quad (5.4)$$

où les coefficients μ_x et μ_y sont des fonctions du rapport des portées lx/ly et du type d'état limite considéré.

Avec : $\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)}$

$\mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha) \geq 0.25$ *il faut vérifier que* $\mu_y \geq \mu_x$

Le tableau suivant donne les valeurs deμ_x et μ_y pour l'ELU (υ= 0) et l'ELS (υ = 0.2).

	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
l_x/l_y	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Le ferraillage sera donc calculé dans les deux directions (**lx** et **ly)** pour une bande de largeur *b*=1mx h0. Il pourra être composé de barres HA ou de TS et sera conformément aux dispositions constructives.

En raison de l'article *A.8.2,41*, qui stipule la section des aciers armant la direction la moins sollicitée (l_y) doit être supérieure à 1/4 de celle armant la direction la plus sollicitée, la valeur du coefficient μ_y est limitée à 0.25.

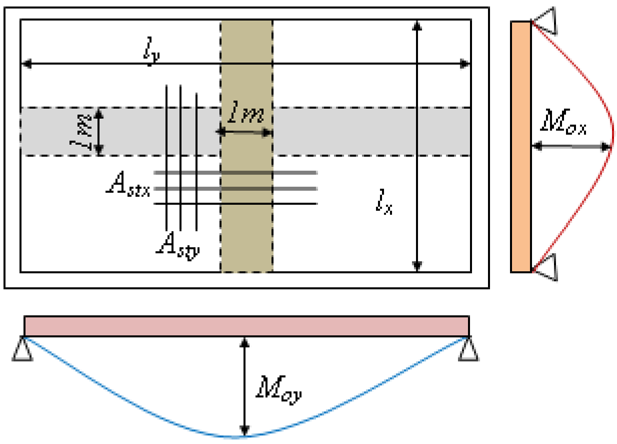


Figure 5.4 : *Principe de calcul d'une dalle isostatique (α≥0.4).*

5.4.3 Dalle articulée avec autres types de charges

On calcule les moments en travée M_{0x} et M_{0y} de la dalle articulée sur son contour par la théorie des plaques minces. Ceci nécessite souvent un calcul numérique, de type éléments finis ou l'aide d'Abaques. Par exemple, pour une dalle chargée par une charge repartie *q* sur une surface rectangulaire centrée de cote *u* selon *lx* et *v* selon l_y, on pourra utiliser les abaques de Mougin. En entrée, il faut donner $\alpha = u/lx$ et $\beta = v/ly$, ce qui permet de déterminer M_1 et M_2, puis les moments en travée par :

$$M_{ox} = (M_1 + \nu M_2) q_{uv} \qquad et \qquad M_{oy} = (\nu M_1 + M_2) q_{uv} \qquad 5.5$$

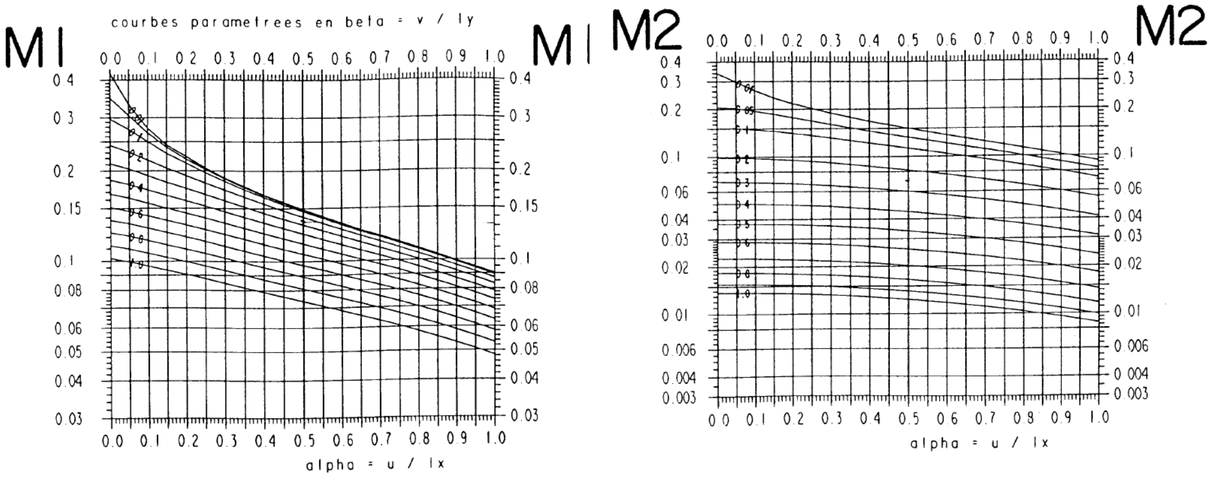


Figure 5.5 : *Abaques de Mougin pour le calcul des moments dans une dalle de dimensions $l_x/ly = 0.5$ supportant une charge uniforme sur un rectangle de dimensions a x b.*

5.4.4 Dalles continues

Pour le calcul de ces panneaux :
On détermine dans un 1er temps les moments isostatiques de chaque panneau pris indépendamment sans aucune continuité avec les panneaux adjacents. On note ces moments M_{oxi} et M_{oyi}, correspondant aux deux directions de la dalle.
On déduit ensuite les moments de la dalle continue à partir des moments isostatiques de chaque travée :

- Pour les moments en travées :

  $M_t \geq 0.85 M_o$ pour les travées de rive.
  $M_t \geq 0.75 M_o$ pour les travées intermédiaires

- Pour les moments sur appuis :

  $M_a \geq 0.5 \max(M_{oxi}, M_{ox(i+1)})$ *appui de continuité*
  $M_a \geq 0.3\, M_{ox}$ *appui de rive avec encastrement partiel*
  $M_a \geq 0.15\, M_{ox}$ *appui de rive avec encastrement faible*
  $M_a = 0$ *appui simple (appareil d'appui)*

Les moments d'encastrement sur les petits cotés prennent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés,

- dans la portée principale l_x, on doit respecter :

$$M_{\text{txi}} + \frac{M_{wxi} + M_{exi}}{2} \geq 1.25 M_{oxi} \text{ et } M_{txi} \leq M_{oxi} \qquad 5.6$$

En travée, il faut également vérifier que : $M_{\text{tyi}} \geq \frac{M_{\text{txi}}}{4}$

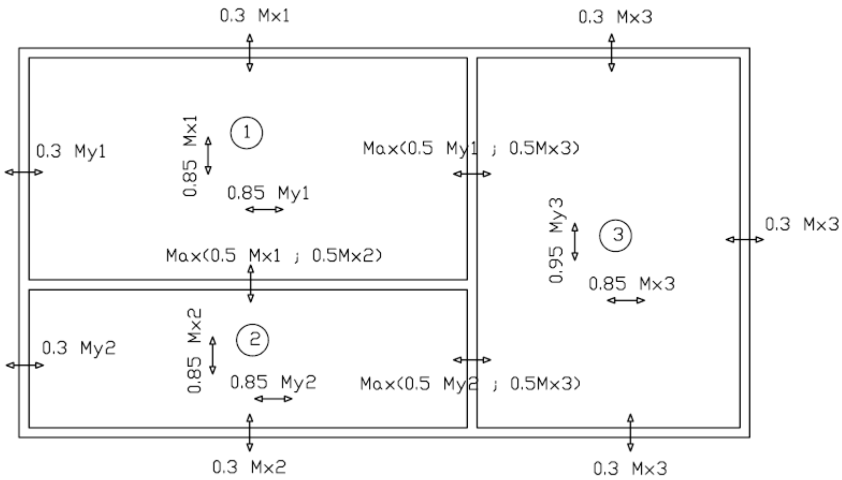


Figure 5.6 : *Exemple de valeurs pour les moments en travee et sur appuis.*

5.4.5 Sollicitation d'effort tranchant

Les valeurs maximales (sur appui) de l'effort tranchant sont données par :

$$V_x = \frac{pl_x}{2}\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad \text{et} \quad V_y = \frac{pl_y}{2}\frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \qquad 5.7$$

Pour $\alpha < 0.4$ $\quad V_x = \frac{pl_x}{2}$ $\quad$ et $\quad V_y = 0$

Pour $\alpha \geq 0.4$ $\quad V_x = \frac{pl_x}{2}\frac{2}{2+\alpha}$ $\quad$ et $\quad V_y = \frac{pl_x}{3} \leq V_x$

5.4.5.1Armatures d'âme

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'âme si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur

La contrainte tangente vérifie : $\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0.07\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Dans le cas contraire, on augmentera l'´epaisseur de la dalle. Si cette solution n'est pas envisageable, on placera des aciers transversaux comme dans une poutre. Dans tous les cas, la contrainte de cisaillement conventionnelle est limitée à (*A.5.2,3*):

$$-Min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right)k \text{ pour la FFP}$$

$$-Min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)k \text{ pour la FP ou la FTP}$$

$$k = \begin{cases} \frac{10h_0}{3} & si\ \ 15 \leq h_0 < 30 \\ 1 & si\ \ h_0 \geq 30cm \end{cases}$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'âmes si $h_0 \leq 0,15$ m

5.4.5.2 Ouvertures et trémies

On dispose de part et d'autre des ouvertures, dans les deux directions, une section d'acier équivalente à celle coupée. La transmission des efforts des barres coupées à celles de renfort se faisant par des bielles à 45°, la longueur des barres de renfort est *a* + *b* + 2*ls*, ou *a* et *b* sont les dimensions de la trémie.

5.4.5 Dispositions constructives

5.4.5.1 Ferraillage des dalles

En considérant une largeur de dalle de 1.00 *m*, dans les directions *x* et *y*. Le ferraillage est réalisé avec des Treillis Soudes (TS) standardisés, quelques barres pouvant être ajoutées pour compléter le ferraillage. On doit avoir (*A.8.2,41*):
- $A_y \geq A_x/3$ si les charges appliquées comprennent des charges ponctuelles,
- $A_y \geq A_x/4$ si les charges sont uniquement reparties.

a-Ferraillage minimal (condition de non fragilité)

La condition de non-fragilité (A.4.2) et de ferraillage minimal conduit à (B.7.4):

Nuance d'armatures	$A_{ymin}(cm^2/m)$	$A_{xmin}(cm^2/m)$
HA f_e400 ou TS ≥ 6mm	$8h_0$	$\frac{(3-\alpha)}{2} A_{ymin}$
HA f_e500 ou TS < 6mm	$6h_0$	
Ronds Lisses (RL)	$12h_0$	

b- Espacements maximaux

Lorsque la fissuration est considérée peu préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une même nappe est donnée par (*A.8.2,42*):

Directions	Charges réparties	Charges concentrées
La plus sollicitée (sens *x*)	Min($3h_0$,33cm)	Min($2h_0$,25cm)
La plus sollicitée (sens *y*)	Min($4h_0$,45cm)	Min($3h_0$,33cm)

_ Cas de fissuration préjudiciable (FP) ou très préjudiciable (FTP) :

Directions	FP	FTP
La plus sollicitée (sens *x*)	Min($2h_0$,25cm)	Min($1.5h_0$,20cm)
La plus sollicitée (sens *y*)	Min($3h_0$,33cm)	Min($3h_0$,33cm)

c- Arrêt de barres

Les aciers de la nappe inferieure sont prolonges jusqu'aux appuis et ancres au delà du contour théorique de la dalle, sur $l_s/3$ pour les barres indépendantes et sur au moins une soudure pour les TS.

- Les armatures en travées sont arrêtées 1 sur 2 à $l_x/10$
- La longueur des chapeaux sur les petits et grands cotes peut être déterminée de façon forfaitaire, en fonction du type d'encastrement sur l'appui, les chapeaux sont arrêtées 1 sur 2 à l_1 *et* l_2

Tupe d'appui	l_1	l_2
panneau intermédiaire	Max (l_s, $0.20l_x$)	Max (l_s , $l_1/2$)
panneau de rive	Max (l_s, $0.25l_x$)	
encastrement partiel	Max (l_s, $0.15l_x$)	
encastrement faible	Max (l_s, $0.10l_x$)	

Deux plans de ferraillage par dalle son nécessaires, l'un pour le ferraillage de la nappe inferieure (en travée), l'autre pour le ferraillage de la nappe supérieure (chapeaux sur appuis).

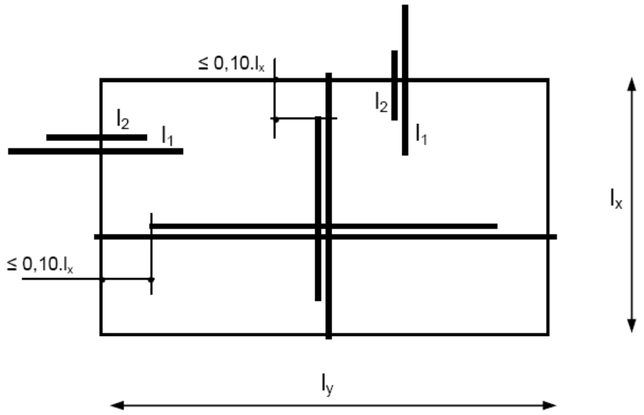


Figure 5.7 : *Schéma d'arrêt des barres pour un panneau de dalle.*

- Diamètre des armatures : Ø≤ h0/10
- Les armatures inférieures selon l_x doivent être les plus proches de la sous face de la dalle :

Etat limite de déformation

L'article B.7.5 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir `a faire une vérification sur les flèches limites. Les deux conditions à verifier sont :

$$h \geq Max\left[\frac{3}{80};\frac{Mtx}{20M0x}\right]lx \quad soit\ \ h \geq \left[\frac{1}{20}\ \text{à}\ \frac{1}{15}\right]l_x \qquad 5.8$$
$$et \quad A_{sx} \geq \frac{2bd_x}{f_e}$$

Avec :

M_{tx} *:*est le moment en travée dans la direction *x* (petite direction),

M_{0x} *:est* le moment en travée de la dalle articulée de référence,

lx : est la petite portée.

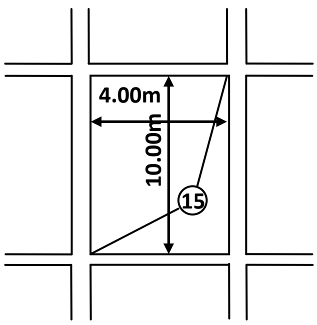
Si ces conditions n'étaient pas vérifiées, le flèche doit être calculée (Chapitre 4).

5.4.6 Application

Dimensionnement complet d'un panneau de dalle continue.

On se propose de calculer le ferraillage d'un panneau de dalle intermédiaire faisant partie d'un ensemble de panneaux de dalles continus.

La dalle a une dimension de 4,0x10,0 et une épaisseur de 0,15 m



Matériaux :

-f_{c28}=25 Mpa

-f_e=500 Mpa

-Fissuration peu préjudiciable

Les charges à prendre en compte sont les suivantes :

Les charges à prendre en compte sont les suivantes :

Pour les charges permanentes : uniquement le poids propre.

Surcharge d'exploitation : Q = 5KN/m².

Calcul de la charge ultime P_u

-Calcul du poids propre de la dalle : g_{pp}= 0.15x25 = 3,75 kN/m²

-P_u = 1,35 x 3,75 + 1,50 x5,0 = 12,56 kN/m²/ml

Calcul des moments de flexion isostatiques :

$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)}$ AN : $\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4x0.4^3)} = 0.108$,
$\mu_x = \alpha^3(1.9 - 0.9\alpha)$ AN : $\mu_y = 0.4^3(1.9 - 0.9x0.4) = 0.099 \leq 0.25$ donc $\mu_y = 0.25$
$M_{ox} = \mu_x M_{ox}$ AN $M_{oy} = 0.108x12.56x4^2 = 21.76\ kN.m$
$M_{oy} = \mu_y M$ AN $M_{ox} = 0.25x21.76 = 5.44\ kN.m$

Calcul des moments de flexion hyperstatiques (dalles continues) :

le panneau que l'on calcul est un panneau intermédiaire :
-Moments selon lx :
Moment sur appui : M_{ax} = -0,5 M_{ox} = -0,5 x 21,76 = -10,88 KN.m
Moment en travée : M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 0,75 x 21,76 = 16,32 KN.m
Moments selon ly :
M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,75 x 5,44 = 4,08 KN.m, on vérifie bien que $M_{ty} = M_{tx}/4$
$M_{ay} = M_{ax}$ = -10,88 KN.

$\alpha=l_x/l_y$	$\mu_x(\alpha)$	$\mu_y(\alpha)$	M_{ox}	M_{oy}	M_{ax}	M_{tx}	$M_{ay}= M_{ax}$	$M_{ty}\geq M_{tx}/4$
0.4	0.108	0.01< 0.25	21.76	5.44	-10.88	16.33	-10.88	4.08

Calcul des armatures selon x :

Section d'armatures en travée

$M_{tx}(kN.m)$	μ_u	α	Z(cm)	$A_{stx}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
16.33	0.078	0.102	11.50	3.2	1.2

Section d'armatures en appui

$M_{ax}(kN.m)$	μ_u	α	Z(cm)	$A_{astx}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
10.88	0.058	0.069	11.70	2.16	1.2

Calcul des armatures selon y :

Section d'armatures en travée

$M_{ty}(kN.m)$	μ_u	α	Z(cm)	$A_{sty}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
4.08	0.078	0.102	11.50	0.79	1.2

Section d'armatures en appui : $A_{asty=} A_{astx}=2.16\ cm^2/ml$

Choix des aciers

On choisit le diamètre en fonction de l'épaisseur de la dalle : Ø ≤ h_0/10 *soit* Ø=15mm
il faut prendre au plus des aciers de 15mm soit Ø=12mm
En travée selon lx
$s_{tx} \leq$ Min (3h_0 , 33cm) soit s_{tx} =33cm
A_{stx} = 3.2 cm²/m, on choisit 5HA10 soit s_{tx} =25cm et A = 3,93 cm²/m
On peut également mettre en place un treillis soudés ST35.
En travée selon ly
$s_{ty} \leq$ Min (4h_0 , 45cm) soit s_{tx} =33cm
On choisit 4HA6 soit s_t =33cm et A_{sty} =1,13 cm²/m
Le ST35 a une section de 1,28cm²/m dans cette direction.
En chapeaux
s_t = 33cm et A_{ax} = A_{ax} = 2,16 cm²/m
on choisit 5HA 8 soit s_t =25cm et A =2,50 cm²/m
On pourrait mettre en place également un treillis soudés ST25C (pour avoir la même section réelle dans les deux directions).

Vérification effort tranchant

$$V_y = \frac{p_u l_x}{3}\frac{2}{2+\alpha} = \frac{12.56x4.0}{2}\frac{2}{2+0.4} = 20.93kN/ml$$

$$V_y = \frac{p_u l_x}{3} = \frac{12.56x4.0}{3} = 16.67kN/ml$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{100d} = \frac{20.93x10^{-3}}{0.12} = 0.174MPa \leq 0.05f_{c28} = 1.17MPa$$

Don les armatures transversales ne sont pas nécessaires :

Schéma du ferraillage

Aciers inférieurs (nappe inf)	*Aciers supérieurs(nappe sup)*